

STUDI PERENCANAAN BERBASIS PERPINDAHAN: *Metode Direct-Displacement Based Design* Studi Kasus pada Rangka Beton Bertulang Bertingkat Rendah

Yosafat Aji Pranata

Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha

Jl. Prof. drg. Suria Sumantri MPH. 65 Bandung

email: yosafat.ap@eng.maranatha.edu

ABSTRAKSI

Banyak daerah di Indonesia dikelompokkan ke dalam daerah dengan tingkat kegempaan sedang sampai tinggi. Dengan demikian pemodelan dan analisis gedung tahan gempa menjadi populer dan penting. Konsep yang sekarang sedang berkembang yaitu *Performance Based Design* digunakan dalam tulisan ini. Gedung beraturan 2 dan 10 lantai yang merupakan sistem rangka pemikul momen khusus direncanakan dan dievaluasi dengan *Direct Displacement Design* dan *Pushover Analysis*. Gaya geser dasar ultimit yang diperoleh dari *direct displacement design* dibandingkan dengan gaya geser yang diperoleh dari *pushover analysis*. Perbandingan T_{eff} yang diperoleh dari *direct displacement design* dan *pushover analysis* juga diamati.

Kata kunci: *Direct Displacement-Based Design*, *Pushover Analysis*, gedung beraturan

ABSTRACT

The most territories in Indonesia are categorized into moderate and heavy seismic zone. Consequently the modeling and analysis of seismic resistant building in Indonesia become popular and important. The current trend of seismic resistant building concept, which is Performance-Based Design, is used. Open frame building with special moment resisting frame system, two-stories and ten-stories, regular reinforced concrete building, that is used in this study, is designed and evaluated using Direct Displacement-Based Design and Pushover Analysis. The ultimate base shear obtained from the direct displacement-based design method is compared to the base shear obtained from the pushover analysis. A comparison of T_{eff} between the result from the direct displacement-based design method and the pushover analysis is studied.

Key words: Direct Displacement-Based Design, Pushover Analysis, Regular Building.

1. PENDAHULUAN

Perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa di negara Indonesia menjadi suatu hal yang sangat penting mengingat sebagian besar wilayah Indonesia terletak dalam wilayah gempa dengan intensitas moderat hingga berat.

Beberapa metode analisis untuk perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa, baik itu elastik (*linear*) dan inelastik (*nonlinear*) dapat digunakan untuk memprediksi perilaku struktur terhadap beban lateral. Metode analisis elastik meliputi analisis statik ekuivalen (*linear static equivalent*) dan analisis respons spektrum (*linear dynamic response spectrum*), sedangkan metode analisis inelastik meliputi analisis beban dorong (*static nonlinear pushover analysis*) dan analisis riwayat waktu (*inelastic dynamic time history analysis*).

Trend terbaru perencanaan bangunan tahan gempa saat ini adalah perencanaan berbasis kinerja. Konsep perencanaan berbasis kinerja merupakan kombinasi dari aspek tahanan (*strength limit state*) dan aspek layan (*serviceability limit state*). Aspek tahanan merupakan metode perencanaan didasarkan persyaratan tahanan struktur, apabila struktur bangunan telah memenuhi semua persyaratan tahanan maka struktur dapat diterima layak operasi. Aspek layan (kinerja batas layan) struktur bangunan gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa nominal, untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur. Simpangan antar tingkat dihitung dari simpangan struktur bangunan gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi dengan faktor skala. Kinerja batas ultimit struktur bangunan gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur bangunan gedung akibat pengaruh Gempa Rencana, untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur bangunan gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan mencegah benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur bangunan gedung yang dipisah dengan sela dilatasi (Mangkoesoebroto, 2004).

Pada saat ini, dikenal tiga metode perencanaan berbasis kinerja, yaitu metode *capacity spectrum* (ATC-40, 1996), metode *N2* (Fajfar, 2000) dan metode *direct-displacement based design* (Priestley, 2000).

Model gedung yang digunakan dalam penulisan ini adalah gedung beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus, dua lantai dan sepuluh lantai, beraturan. Selanjutnya dilakukan evaluasi perilaku seismik dengan menggunakan metode *direct displacement-based design* [Priestley, 2000] dan metode analisis *pushover* sesuai (ATC-40 ATC-40, 1996).

1.1. Tujuan Penulisan

Tujuan penulisan adalah sebagai berikut :

1. Melakukan desain dan evaluasi perilaku seismik struktur gedung beton bertulang dengan metode *direct-displacement based design*.
2. Melakukan evaluasi perilaku seismik struktur gedung beton bertulang dengan menggunakan analisis *pushover*.

1.2. Ruang Lingkup Penulisan

Penulisan menggunakan batasan masalah sebagai berikut :

1. Pemodelan struktur berupa gedung beton bertulang beraturan.
2. Model gedung yang ditinjau adalah dua lantai dan sepuluh lantai.
3. Struktur menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus.
4. Fungsi gedung untuk perkantoran.
5. Gedung didesain terletak pada wilayah gempa 6 jenis tanah keras di Indonesia.
6. Pembebanan gempa menggunakan pembebanan sesuai Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung [SNI 1726-2002, 2002].
7. Pemodelan, analisis dan desain menggunakan program *ETABS Nonlinear*.
8. Analisis *pushover* menggunakan program *ETABS Nonlinear*.

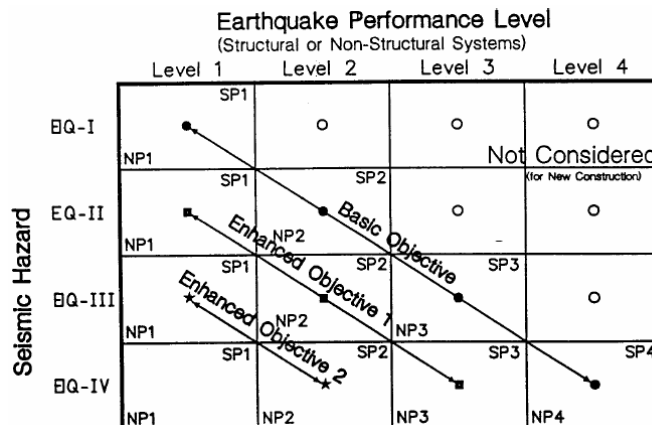
2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Metode *Direct Displacement Based Design*

Konsep perencanaan struktur berbasis perpindahan (*direct displacement-based design*) dengan metode Priestley [Priestley, 2000] menggunakan langkah-langkah sebagai berikut,

(1) Menentukan Kinerja Bangunan

Langkah pertama menentukan kinerja. Sasaran kinerja dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Sasaran Kinerja Gempa untuk bangunan (Priestley, 2000)

(2) Menentukan Batas *Drift*

Batas *drift* yang digunakan dalam perencanaan ditentukan dengan mengambil nilai yang lebih kecil antara *drift* maksimum yang diijinkan sesuai peraturan dengan *drift* yang dihitung berdasarkan regangan material (Julianto, 2004). Nilai *drift* perlu dibatasi agar kerusakan struktural maupun non-struktural yang terjadi sesuai dengan yang dikehendaki oleh perencana.

Drift rencana, dapat dihitung dengan persamaan berikut,

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c \quad (1)$$

dimana : θ_d = *drift* rencana

θ_y = *drift* leleh

θ_p = *drift* plastis

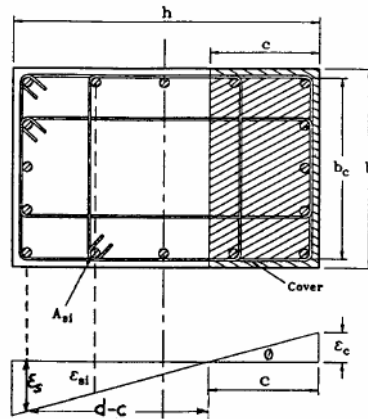
θ_c = *drift* maksimum yang diijinkan peraturan

Perhitungan tentang *drift* plastis dan *curvature* maksimum selengkapnya dapat dilihat pada penelitian yang telah dilakukan Julianto (Julianto, 2004).

Panjang sendi plastis pada balok atau kolom dapat dihitung dengan persamaan berikut (Priestley, 1992) :

$$l_p = 0,08l + 0,022d_b \cdot f_y \quad (2)$$

dimana : l = bentang elemen ditinjau
 d_b = diameter tulangan
 f_y = tegangan leleh tulangan dalam MPa



Gambar 2. Diagram regangan untuk penampang persegi beton bertulang

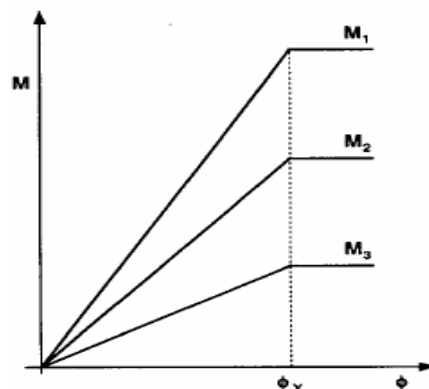
Panjang sendi plastis diperkirakan sebesar setengah tinggi penampang elemen yang ditinjau.

Drift leleh dihitung dengan persamaan berikut :

$$\theta_y = 0,5 \varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (3)$$

dimana : θ_y = *drift* leleh
 ε_y = regangan leleh tulangan
 h_b = tinggi penampang balok

Kekakuan secara proporsional bergantung pada kekuatan, sedangkan *curvature* leleh tidak bergantung pada kekuatan, seperti dapat dilihat pada Gambar 3.



Gambar 3. Diagram momen-curvature

Besarnya daktilitas-*drift* (μ_θ) dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\mu_\theta = (\theta_y + \theta_p) / \theta_y \quad (4)$$

dimana nilai daktilitas-*drift* antara $4 \leq \mu_\theta \leq 6$.

(3) Menghitung Perpindahan Rencana Struktur

Perpindahan lateral pada setiap tingkat untuk struktur rangka menurut Loeding et.al (1998) dapat dihitung dengan persamaan berikut :

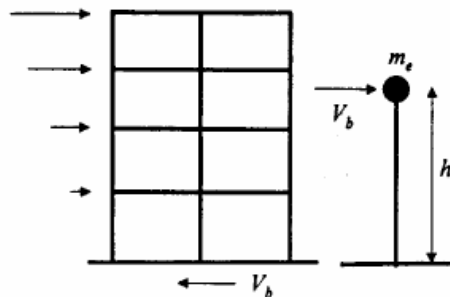
$$\text{untuk } n < 4, \quad \Delta_i = \theta_d \cdot h_i \quad (5)$$

$$\text{untuk } 4 \leq n < 20, \quad \Delta_i = \theta_d \cdot h_i \left[1 - \frac{0,5(n-4)h_i}{16h_n} \right] \quad (6)$$

$$\text{untuk } n \geq 20, \quad \Delta_i = \theta_d \cdot h_i \left[1 - \frac{0,5h_i}{h_n} \right] \quad (7)$$

dimana : Δ_i = perpindahan lateral lantai ke-i
 θ_d = *drift* rencana
 n = jumlah lantai
 h_i = tinggi lantai ke-i dari dasar
 h_n = tinggi lantai ke-n

Struktur berderajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom*/MDOF) yang diidealisasikan menjadi struktur berderajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom*/SDOF) sederhana masih dapat diprediksi responnya dengan cukup baik. Oleh karena itu struktur berderajat kebebasan banyak dalam metode Priestley dinyatakan dalam struktur berderajat kebebasan tunggal ekivalen sebagai struktur pengganti [Priestley, 2000].



Gambar 4. Simulasi SDOF

Besarnya perpindahan rencana struktur dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i^2}{m_i \cdot \Delta_i} \quad (8)$$

dimana : Δ_d = perpindahan struktur SDOF ekivalen
 m_i = massa lantai ke-i

(4) Menghitung Massa Efektif, Tinggi Efektif, dan Daktilitas Struktur

Parameter-parameter yang dibutuhkan dalam mengidentifikasi struktur SDOF ekivalen yaitu massa efektif, tinggi efektif dan daktilitas struktur dapat dihitung setelah perpindahan struktur SDOF ekivalen diketahui. Massa efektif untuk struktur SDOF ekivalen adalah,

$$m_e = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i}{\Delta_d} \quad (9)$$

dimana : m_e = massa efektif struktur SDOF ekivalen

Tinggi efektif untuk struktur SDOF ekivalen dapat dihitung dengan persamaan berikut,

$$h_e = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i \cdot h_i}{\sum m_i \cdot \Delta_i} \quad (10)$$

dimana h_e = tinggi efektif struktur SDOF ekivalen

h_i = tinggi lantai ke-i dari dasar

Besarnya perpindahan leleh struktur pada tinggi efektif dapat dihitung dengan persamaan berikut,

$$\Delta_y = \theta_y \cdot h_e \quad (11)$$

dimana : Δ_y = perpindahan leleh struktur SDOF ekivalen

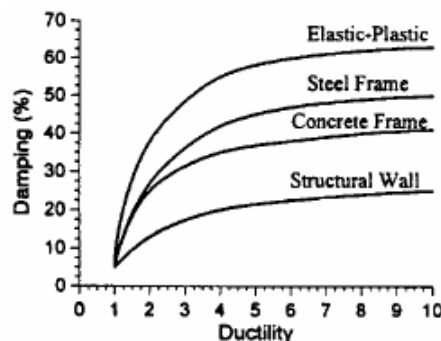
Daktilitas struktur dapat dihitung dengan membagi perpindahan struktur dengan perpindahan leleh sebagai berikut :

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (12)$$

(5) Menghitung Redaman Ekivalen

Studi menggunakan beberapa metode perhitungan untuk mendapatkan nilai redaman ekivalen, yaitu sebagai berikut :

a. Redaman Priestley (Priestley, 2000)



Gambar 5. Redaman ekivalen (Priestley, 2000)

b. Redaman Ekivalen SEAOC (SEAOC, 1999)

SEAOC menetapkan redaman ekivalen untuk setiap tingkat kinerja struktural, besarnya dapat dilihat pada Tabel 1 sebagai berikut :

Tabel 1. Redaman Ekivalen Untuk Setiap Tingkat Kinerja Struktur.

Tingkat Kinerja			
SP-1	SP-2	SP-3	SP-4
5%	18%	25%	28%

c. Redaman Shibata-Sozen (Nagao, T., Mukai, H., dan Nishikawa, D.)

Redaman ekivalen dihitung menurut persamaan sebagai berikut,

$$\xi_{eq} = 0,2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + \xi_{el} \quad (13)$$

d. Redaman ATC-55 (ATC-55, 2001)

Redaman ekivalen dihitung menurut persamaan sebagai berikut,

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right] + \xi_{el} \quad (14)$$

(6) Menghitung Waktu Getar Efektif dan Kekakuan Efektif

Hubungan antara spektra percepatan dan spektra perpindahan dapat dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d \quad (15)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (16)$$

maka dapat dihitung,

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (17)$$

Persamaan tersebut diatas dapat juga ditulis dalam bentuk persamaan berikut,

$$\Delta_{(T,\xi)} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{a(T,\xi)} \quad (18)$$

dimana : S_a = spektra percepatan

S_d = spektra perpindahan

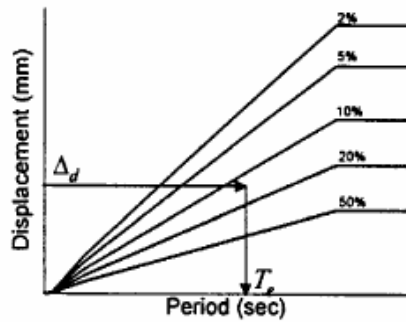
ω = frekuensi alami

$\Delta_{(T,\xi)}$ = perpindahan untuk waktu getar T dan redaman ξ %

$S_{a(T,\xi)}$ = percepatan untuk waktu getar T detik dan redaman ξ %

T = waktu getar

Perencanaan berbasis perpindahan menggunakan spektra perpindahan dengan redaman tertentu. Perencanaan berbasis perpindahan menggunakan beberapa spektra perpindahan dengan beberapa nilai redaman.



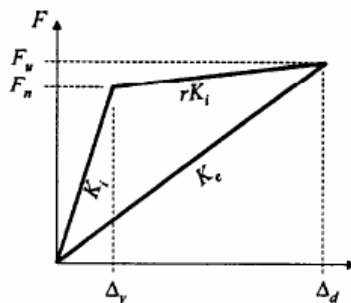
Gambar 6. Respons spektra perpindahan desain

Waktu getar efektif dapat dihitung dengan persamaan berikut,

$$T_{eff} = p \frac{\Delta_d}{\Delta_{(p,5)}} \left[\frac{2 + \xi}{7} \right]^{1/2} \quad (19)$$

dimana : T_{eff} = waktu getar efektif
 p = waktu getar referensi
 $\Delta_{(p,5)}$ = perpindahan untuk waktu getar p dan redaman 5 %
 ξ = redaman struktur, yang merupakan redaman ekivalen

Perencanaan berbasis perpindahan menggunakan kekakuan efektif (K_{eff}) atau *secant stiffness* pada saat perpindahan ultimit (Δ_u) dimana struktur sudah mengalami respon inelastis. Kurva histeresis dapat dimodelkan secara bi-linear seperti pada Gambar 7.



Gambar 7. Kekakuan efektif struktur

Besarnya kekakuan efektif pada saat perpindahan ultimit dapat dicari dengan melakukan invers persamaan periode alami untuk struktur berderajat kebebasan tunggal yaitu sebagai berikut,

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_{eff}}} \quad (20)$$

menjadi,

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_{eff}^2} \quad (21)$$

dimana : K_{eff} = kekakuan efektif

(7) Menghitung Gaya Geser Dasar

Dengan melihat Gambar 7, besarnya gaya geser dasar ultimit pada saat perpindahan ultimit dapat diperoleh dengan persamaan berikut :

$$V_u = K_{eff} \cdot \Delta_d \quad (22)$$

Karena gaya geser dasar yang dipakai dalam perencanaan adalah gaya geser dasar pada saat leleh pertama, maka diasumsikan gaya geser dasar ultimit dikoreksi menjadi gaya geser dasar pada saat leleh pertama dengan cara membaginya dengan faktor kuat lebih total struktur,

$$V = \frac{V_u}{f} \quad (23)$$

Besarnya faktor kuat lebih total struktur menurut SNI 1726-2002 adalah,

$$f = f_1 \cdot f_2 \quad (24)$$

$$f_1 = 1,6 \quad (25)$$

$$f_2 = 0,83 + 0,17\mu \quad (26)$$

dimana : V_u = gaya geser dasar ultimit
 V = gaya geser dasar rencana
 f = faktor kuat lebih total struktur
 f_1 = faktor kuat lebih beban dan bahan akibat penentuan pembebanan dan dimensi penampang yang berlebihan
 f_2 = faktor kuat lebih struktur akibat redistribusi gaya karena pembentukan sendi plastis yang tidak bersamaan
 μ = daktilitas struktur

Gaya geser dasar rencana yang didapat kemudian didistribusikan ke tiap lantai secara proporsional dengan besarnya massa dan perpindahan lateral pada setiap lantai seperti pada persamaan berikut :

$$F_i = \frac{m_i \cdot \Delta_i}{\sum m_i \cdot \Delta_i} V \quad (27)$$

dimana : F_i = distribusi gaya geser dasar lantai ke-i.

2.2. Analisis Pushover

Analisis *pushover* adalah suatu analisis statik nonlinier di mana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai kondisi plastik.

Tujuan dari analisis beban dorong adalah mengevaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban Gempa Rencana, yaitu memperoleh nilai μ_Δ aktual dan R aktual struktur, memperlihatkan kurva kapasitas (*capacity curve*) dan memperlihatkan skema kelelehan (distribusi sendi plastis) yang terjadi.

Tahapan analisis sebagai berikut :

- (1) Menentukan tipe dan besar beban.
 - a. Beban Gravitasi, yaitu digunakan tipe beban mati (DL) yang tidak diskalakan lagi dan beban hidup (LL) yang diskalakan 30%.
 - b. Kontrol peralihan. Pola beban yang digunakan adalah pola beban arah utama gedung yang tidak diskalakan lagi.

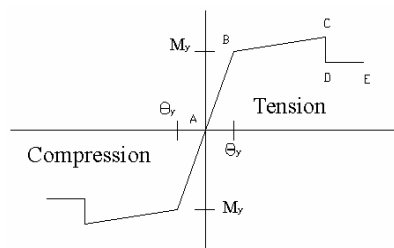
(2) Analisis *Pushover*.

Dari analisis ini didapat kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan gaya geser dasar terhadap peralihan, yang memperlihatkan perubahan perilaku struktur dari linier menjadi non-linier, berupa penurunan kekakuan yang diindikasikan dengan penurunan kemiringan kurva akibat terbentuknya sendi plastis pada kolom dan balok.

2.3. Properti Sendi

Pemodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier *force-displacement* dan/atau momen-rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa tempat berbeda di sepanjang bentang balok atau kolom. Pemodelan sendi adalah rigid dan tidak memiliki efek pada perilaku linier pada member.

Dalam studi ini, elemen kolom menggunakan tipe sendi *default-PMM*, dengan pertimbangan bahwa elemen kolom terdapat hubungan gaya aksial dengan momen (diagram interaksi P-M). Sedangkan untuk elemen balok menggunakan tipe sendi *default-M3*, dengan pertimbangan bahwa balok efektif menahan momen dalam arah sumbu kuat (sumbu-3), sehingga diharapkan sendi plastis terjadi pada balok (Pranata, 2005).



Gambar 8. *Default-M3 dan Default-PMM*

2.4. Distribusi Sendi Plastis

Secara garis besar, evaluasi analisis beban dorong dilakukan untuk mendapatkan urutan mekanisme kelelahan, tujuan yang diharapkan adalah sendi plastis hanya terjadi pada elemen balok dan elemen kolom lantai dasar.

Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Sendi plastis pada model struktur terjadi pada elemen balok dan kolom. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat-balok lemah, maka untuk desain pada struktur bangunan gedung berdaya tahan penuh, mekanisme tingkat tidak diperkenankan terjadi.

2.5. Metode *Capacity Spectrum* (ATC-40)

Metode *capacity spectrum* adalah metode yang digunakan pada program *ETABS*. Dari hasil *output* program ini dapat diperoleh parameter titik kinerja struktur. Konsep desain kinerja struktur metode *capacity spectrum* pada dasarnya merupakan prosedur yang dilakukan

untuk mendapatkan peralihan aktual struktur gedung. Peralihan aktual yang didapatkan dari hasil ini menunjukkan besar simpangan atap struktur. Perbandingan antara simpangan atap struktur terhadap tinggi total struktur menunjukkan kinerja struktur. Tahapan desain kinerja struktur dengan metode *capacity spectrum* sesuai ATC-40 adalah sebagai berikut,

- (1) Melakukan konversi kurva kapasitas hasil analisis beban dorong menjadi *capacity spectrum*.
- (2) Menentukan *Performance Point*, yaitu dengan melakukan plot *demand spectrum* dengan nilai *damping* 5% sesuai dengan kondisi tanah dan wilayah gempa, kemudian menggabungkan *demand spectrum* dengan *capacity spectrum* untuk menentukan *performance point*.
- (3) Mengubah *performance point* menjadi simpangan atap global.

3. STUDI KASUS DAN PEMBAHASAN

3.1. Asumsi Desain

3.1.1. Gedung Dua Lantai

Model gedung dengan sistem struktur rangka balok-kolom, 2 lantai, fungsi untuk perkantoran ($I = 1$). Gedung terletak di wilayah gempa 6 di Indonesia, dengan jenis tanah keras. Tinggi masing-masing lantai adalah 3,4 meter, jumlah bentang 3x3 bentang @ 5 meter. Mutu beton yang digunakan adalah $f_c' = 25$ MPa, mutu baja $f_y = 400$ MPa, $f_{ys} = 240$ MPa (balok) dan $f_{ys} = 400$ MPa (kolom). Pelat menggunakan tebal 130 mm, dengan beban mati (SDL) untuk pelat lantai 140 kg/m^2 , beban hidup pelat 250 kg/m^2 (lantai) dan 100 kg/m^2 (atap).

Dimensi dan ukuran penampang sebagai berikut :

- a. Kolom, menggunakan dimensi $300 \times 300 \text{ mm}^2$.
- b. Balok, menggunakan dimensi $300 \times 500 \text{ mm}^2$ (lantai), $300 \times 400 \text{ mm}^2$ (atap).

3.1.2. Gedung Sepuluh Lantai

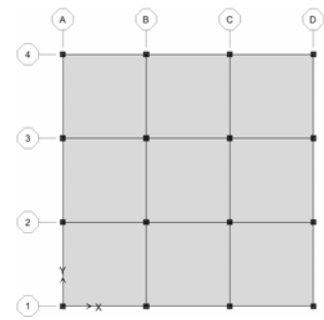
Model gedung dengan sistem struktur rangka balok-kolom, 10 lantai, fungsi untuk perkantoran ($I = 1$). Gedung terletak di wilayah gempa 6 di Indonesia, dengan jenis tanah keras. Tinggi lantai dasar 4 meter, tinggi lantai 2-10 3,6 meter, jumlah bentang 3x3 bentang @ 8 meter. Mutu beton $f_c' = 30$ MPa, mutu baja $f_y = 400$ MPa, $f_{ys} = 240$ MPa (Balok) dan $f_{ys} = 400$ MPa (Kolom). Pelat menggunakan tebal 120 mm, dengan beban mati (SDL) untuk pelat lantai 140 kg/m^2 , beban hidup pelat 250 kg/m^2 (lantai) dan 100 kg/m^2 (atap).

Dimensi dan ukuran penampang sebagai berikut :

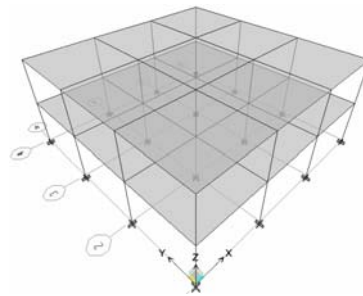
- a. Kolom, lantai 1-5 : $800 \times 800 \text{ mm}^2$, lantai 6-10 : $700 \times 700 \text{ mm}^2$.
- b. Balok induk : $400 \times 600 \text{ mm}^2$ (seluruh lantai).
- c. Balok anak : $300 \times 600 \text{ mm}^2$ (seluruh lantai).

3.1.3. Model Struktur

Model struktur gedung yang digunakan pada studi ini adalah termasuk kedalam kategori beraturan (simetris) (SNI 1726-2002, 2002). Tampak atas dan model tiga dimensi gedung seperti terlihat pada Gambar 9 sebagai berikut :

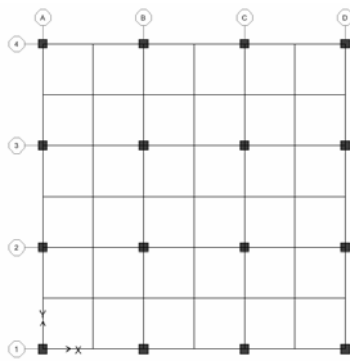


(a). Tampak atas gedung.

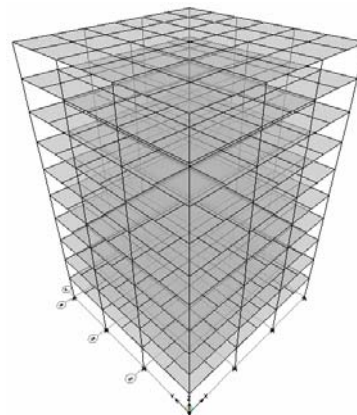


(b). Gedung 2 lantai.

Gambar 9. Tampak atas dan model 3D gedung 2 lantai



(a). Tampak atas.



(b). Model 3D.

Gambar 10. Tampak atas dan model 3D gedung 10 lantai

Kombinasi pembebanan untuk desain dalam penulisan ini adalah :

1. 1,4DL
2. 1,2DL + 1,6LL
3. 1,2DL + f.LL \pm E, di mana : $f = 0,5$ karena $L < 500 \text{ kg/m}^2$
4. 0,9DL \pm E

3.2. Pemodelan dan Analisis

Pemodelan struktur dilakukan dengan program *ETABS Nonlinear* untuk mengetahui karakteristik dinamik struktur gedung.

Hasil analisis untuk 3 ragam pertama untuk gedung dua lantai ditampilkan dalam Tabel 2.

Tabel 2. Modal Participating mass ratio gedung 2 lantai

Ragam	T (detik)	UX	UY	RZ
1	0.7788	51.366	40.6365	0
2	0.7788	40.6365	51.366	0
3	0.6748	0	0	92.0006

Sedangkan untuk gedung sepuluh lantai hasil analisis untuk 3 ragam pertama untuk gedung dua lantai ditampilkan dalam Tabel 3.

Tabel 3. Modal Participating mass ratio gedung 10 lantai

Ragam	T (detik)	UX	UY	RZ
1	2.4475	1.0506	78.2359	0
2	2.4475	78.2359	1.0506	0
3	2.0263	0	0	79.2631

3.3. Metode *Direct Displacement-Based Design*

Perhitungan sesuai tahapan dengan metode *direct displacement-based design* dilakukan secara manual. Perhitungan redaman ekivalen menggunakan empat redaman ekivalen yang berbeda-beda yaitu redaman ekivalen Priestley, redaman ekivalen menurut SEAOC, redaman ekivalen menurut ATC-55 dan model redaman ekivalen Shibata-Sozen.

Hasil perhitungan metode *direct displacement-based design* untuk masing-masing tipe gedung selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 4 dan Tabel 5.

Tabel 4. Metode *direct displacement-based design* Gedung 2 Lantai

Keterangan	Redaman			
	Priestley	SEAOC	ATC-55	Shibata
θ_y	0.01	0.01	0.01	0.01
θ_d	0.03	0.03	0.03	0.03
μ_d	2.00	2.00	2.00	2.00
Δ_d (m)	0.14	0.14	0.14	0.14
m_e (kg)	478326.13	478326.13	478326.13	478326.13
h_e (m)	5.60	5.60	5.60	5.60
Δ_y (m)	0.07	0.07	0.07	0.07
μ	2.00	2.00	2.00	2.00
ξ (%)	23.05	25.00	12.32	0.00
T_{eff} (detik)	3.48	3.62	2.63	2.50
K_{eff} (kg/m)	158427.99	146985.97	277093.25	308653.21
V_u (kg)	22194.75	20591.80	38819.00	43240.35
V (kg)	11856.17	10999.89	20736.64	23098.48

Kemudian dihitung gaya geser dasar masing-masing lantai. Distribusi gaya geser dasar tiap lantai proporsional dengan perpindahan lateral tiap lantai.

Hasil perhitungan selengkapnya untuk masing-masing tipe gedung ditampilkan dalam Tabel 6 dan Tabel 7.

Tabel 5. Metode *direct displacement-based design* Gedung 10 Lantai

Keterangan	Redaman			
	Priestley	SEAOC	ATC-55	Shibata
θ_y	0.01	0.01	0.01	0.01
θ_d	0.03	0.03	0.03	0.03
μ_d	1.88	1.88	1.88	1.88
Δ_d (m)	0.63	0.63	0.63	0.63
m_e (kg)	744704.35	744704.35	744704.35	744704.35
h_e (m)	25.16	25.16	25.16	25.16
Δ_y (m)	0.34	0.34	0.34	0.34
μ	1.88	1.88	1.88	1.88
ξ (%)	22.00	25.00	11.74	10.39
T_{eff} (detik)	11.16	11.60	8.28	7.86
K_{eff} (kg/m)	235843.47	218280.13	428854.19	475514.98
V_u (kg)	148342.46	137295.35	269743.68	299092.71
V (kg)	80708.63	74698.23	146759.35	162727.26

Tabel 6. Distribusi gaya geser dasar gedung 2 lantai

Lantai	m_i	$m_i \cdot \Delta_i$	Fi (kg)			
			Redaman			
			Priestley	SEAOC	ATC-55	Shibata
2	255491.19	43433.50	14385.75	13346.78	25160.93	28026.67
1	277375.73	23576.94	7809.00	7245.01	13658.07	15213.67
Total		67010.44	22194.75	20591.80	38819.00	43240.35

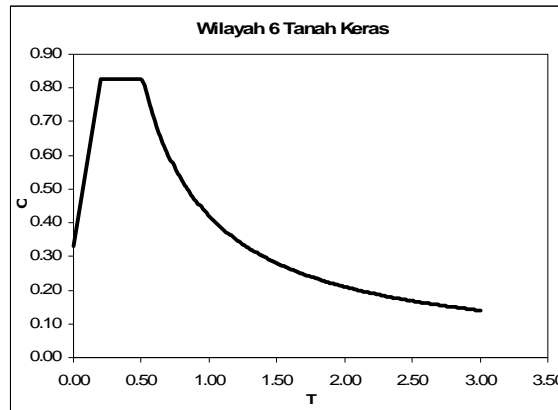
Tabel 7. Distribusi gaya geser dasar gedung 10 lantai

Lantai	m_i	$m_i \cdot \Delta_i$	Fi (kg)			
			Redaman			
			Priestley	SEAOC	ATC-55	Shibata
10	824064.17	29995935.71	13171.28	12190.41	23950.45	26556.34
9	917763.36	30102638.06	13218.13	12233.77	24035.65	26650.81
8	917763.36	26798689.98	11767.36	10891.04	21397.59	23725.72
7	917763.36	23494741.90	10316.59	9548.31	18759.53	20800.63
6	917763.36	20190793.82	8865.82	8205.58	16121.47	17875.54
5	935743.24	17217675.61	7560.32	6997.30	13747.56	15243.35
4	956489.26	14156041.06	6215.95	5753.04	11302.98	12532.79
3	956489.26	10712679.72	4703.96	4353.65	8553.61	9484.27
2	956489.26	7269318.38	3191.97	2954.27	5804.23	6435.75
1	966324.41	3865297.64	1697.26	1570.86	3086.27	3422.07
Total		183803811.87	80708.63	74698.23	146759.35	162727.26

Selanjutnya dilakukan desain perhitungan penulangan struktur dengan konsep desain kapasitas berdasarkan gaya-gaya dalam yang diperoleh dari hasil analisis.

3.4. Analisis *Pushover*

Struktur gedung didesain berdasarkan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), dengan faktor daktilitas (μ_{Δ}) 5,2 dan faktor reduksi gempa (R) 8,5. Penjelasan lebih lanjut mengenai perhitungan dan hasil analisis *pushover* dapat dilihat pada penelitian yang telah dilakukan oleh Pranata [Pranata, 2005]. Spektrum respons Gempa Rencana 500 tahun dapat dilihat pada Gambar 10.



Gambar 10. Spektrum respon Gempa Rencana

Dari hasil analisis berdasarkan Peraturan Indonesia (SNI 1726, 2002) diperoleh gaya geser dasar elastik seperti terlihat pada Tabel 8.

Tabel 8. Gaya geser dasar elastik (SNI 1726, 2002)

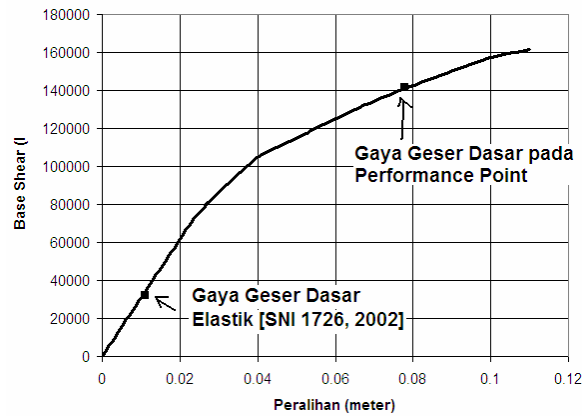
Keterangan	Gedung	
	2 lantai	10 lantai
Gaya geser dasar elastik (kg)	32172,57	169098,38

Kemudian dilakukan analisis *pushover* pada masing-masing tipe gedung untuk mengetahui perilaku seismik struktur. Dari hasil analisis diperoleh kurva kapasitas dan skema kelelahan (distribusi sendi plastis).

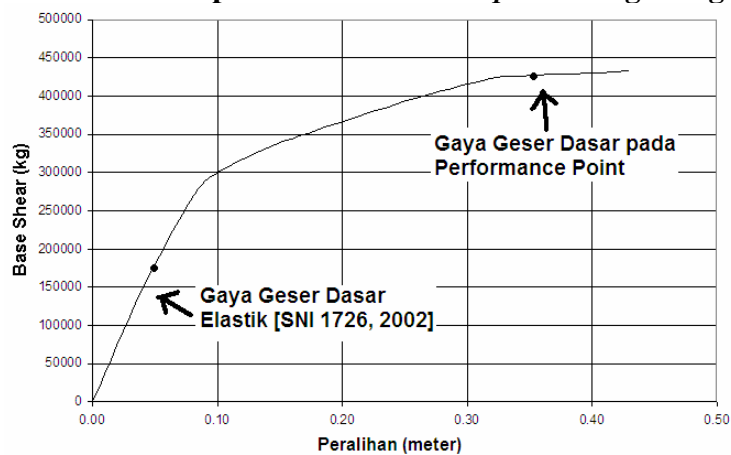
Hasil analisis *pushover* menunjukkan bahwa model gedung yang ditinjau distribusi sendi plastis hanya terjadi pada elemen balok dan kolom lantai dasar.

Sendi plastis yang terjadi masih termasuk dalam kategori *LS-CP* (ATC-40, 1996), artinya gedung yang didesain dalam studi ini masih memenuhi persyaratan, karena gedung didesain untuk perkantoran.

Hasil analisis berupa kurva kapasitas ditampilkan pada Gambar 11 dan Gambar 12, serta skema kelelahan/distribusi sendi plastis yang terjadi pada elemen balok dan kolom lantai dasar selengkapanya ditampilkan dalam Tabel 9 dan tabel 10.



Gambar 11. Kurva kapasitas hasil analisis *pushover* gedung 2 lantai



Gambar 12. Kurva kapasitas hasil analisis *pushover* gedung 10 lantai

Tabel 9. Distribusi sendi plastis gedung 2 lantai

Step	Displ. (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	SUM
0	0.0000	0.00	160	0	0	0	160
1	0.0011	3385.85	160	0	0	0	160
2	0.0022	6771.69	160	0	0	0	160
3	0.0033	10157.54	160	0	0	0	160
...
64	0.0748	138531.10	126	10	16	8	160
65	0.0759	139435.80	124	12	16	8	160
66	0.0770	140340.50	124	12	16	8	160
67	0.0781	141176.40	124	12	16	8	160
68	0.0792	142012.30	124	12	12	12	160
...
95	0.1089	161114.30	112	14	10	24	160
96	0.1100	161572.90	112	14	10	24	160

Hasil evaluasi kinerja berdasarkan klasifikasi keamanan sesuai *deformation limit* ATC-40 (ATC-40, 1996) menunjukkan bahwa struktur gedung termasuk dalam kategori *damage control*. Peralihan atap pada titik kinerja yang diperoleh yaitu 0,077 meter (gedung 2 lantai) dan 0,332 meter (gedung 10 lantai).

Nilai redaman efektif yang diperoleh adalah 21,1% (gedung 2 lantai) dan 29,2% (gedung 10 lantai), hal ini menunjukkan bahwa nilai redaman efektif hasil analisis *pushover* masih lebih kecil dari batasan redaman efektif maksimum yang diijinkan yaitu 40%.

Hasil selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 11.

Tabel 10. Distribusi sendi plastis gedung 10 lantai

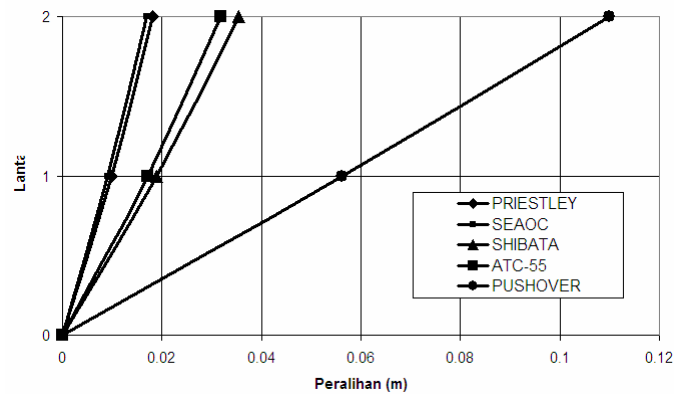
Step	Displ. (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	SUM
0	0.0000	0.00	798	2	0	0	800
1	0.0397	146088.50	726	74	0	0	800
2	0.0811	269705.03	677	123	0	0	800
3	0.0992	299481.34	634	154	12	0	800
4	0.1462	336150.88	624	96	80	0	800
5	0.1985	365955.63	606	76	106	12	800
6	0.2488	392235.06	590	72	88	50	800
7	0.2921	412367.13	579	71	64	86	800
8	0.3241	424913.25	578	68	68	86	800
9	0.3253	425125.94	574	46	72	108	800
10	0.3806	429005.66	570	48	48	134	800

Tabel 11. Evaluasi kinerja struktur sesuai ATC-40

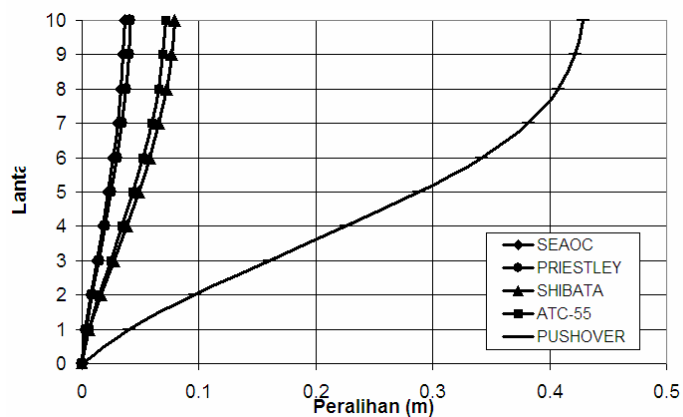
Gedung	Gaya Geser Dasar (kg)	Hasil analisis pada <i>performance point</i>			
		V (kg)	D (m)	β_{eff} (%)	T_{eff} (detik)
2 lantai	32172,57	140670,4	0,077	21,1	0,948
10 lantai	169098,38	425596,1	0,332	29,2	4,337

3.5. Pembahasan

Hasil analisis dengan metode *direct displacement-based design* dan analisis *pushover* berupa peralihan atap ditampilkan pada Gambar 13 dan Gambar 14.



Gambar 13. Peralihan atap gedung 2 lantai



Gambar 14. Peralihan atap gedung 10 lantai

Dari Gambar 13 dan Gambar 14 dapat dilihat bahwa pada perencanaan dengan metode *direct displacement-based design*, redaman ekivalen shibata menghasilkan peralihan paling besar. Secara keseluruhan, peralihan hasil dari perencanaan dengan metode *direct displacement-based design* tidak melampaui peralihan hasil dari analisis *pushover*.

Hasil analisis dengan metode *direct displacement-based design* dan analisis *pushover* berupa gaya geser dasar dan waktu getar T_{eff} ditampilkan pada Tabel 12.

Tabel 12. Gaya geser dasar dan waktu getar efektif

Gedung	Hasil	Direct-Displacement Based Design				Analisis Pushover (Performance Point)
		Redaman				
		Priestley	SEAOC	ATC-55	Shibata	
2 Lantai	Gaya Geser Dasar (kg)	11856,17	10999,89	20736,64	23098,48	140670,4
	T_{eff} (detik)	3,48	3,62	2,63	2,50	0,948
10 Lantai	Gaya Geser Dasar (kg)	80708,6	74698,2	146759,4	162727,3	425596,1
	T_{eff} (detik)	11,1594	11,5996	8,2755	7,8590	4,447

4. KESIMPULAN

Kesimpulan yang dapat diambil dari studi ini sebagai berikut :

1. Perencanaan dengan metode *direct displacement-based design*, model redaman Shibata-Sozen menghasilkan gaya geser paling besar.
2. Perencanaan dengan metode *direct displacement-based design*, model redaman ekuivalen Shibata-Sozen menghasilkan peralihan paling besar..
3. Model struktur gedung beraturan (simetris), struktur berderajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom*) yang diidealisasikan menjadi struktur berderajat kebebasan tunggal sederhana (*single degree of freedom*) masih dapat diprediksi responnya dengan cukup baik. Oleh karena itu struktur berderajat kebebasan banyak dinyatakan dalam struktur berderajat kebebasan tunggal ekuivalen sebagai struktur pengganti.
4. Metode *direct displacement-based design* cukup rasional digunakan pada model struktur gedung beraturan.
5. Hasil analisis *pushover* menunjukkan bahwa Sendi plastis hanya terbentuk pada elemen balok dan elemen kolom lantai dasar, sehingga mekanisme tingkat tidak terjadi.
6. Hasil analisis *pushover* menunjukkan bahwa nilai redaman efektif belum melampaui batasan yang diijinkan, artinya struktur gedung sesuai dengan kriteria bangunan baru.
7. Gedung termasuk kategori tingkat kinerja *Damage Control*, artinya gedung berada dalam kategori *range* antara *Immediate Occupancy* dan *Life Safety*. Dalam kategori ini pemodelan bangunan baru dengan beban gempa rencana dengan nilai beban gempa yang peluang dilampauinya dalam rentang masa layan gedung 50 tahun adalah 10%.

DAFTAR PUSTAKA

- Applied Technology Council, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40, Volume 1, Report No. SSC 96-01.
- Applied Technology Council, 2001, *ATC-55, Evaluation And Improvement Of Inelastic Seismic Analysis Procedures*.
- Applied Technology Council, 2004, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440, Draft Camera-Ready*, ATC-55 Project.
- Computer and Structures, Inc., 2001, *ETABS Manual, version 8*, Integrated Building Design Software, California, Berkeley.
- Julianto, J., 2004, *Studi Perbandingan Antara Perencanaan Berbasis Perpindahan dan Berbasis Gaya Pada Struktur Rangka Beton Bertulang*, Master Thesis, Program Magister Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Mangkoesoebroto, S.P., 2004, *Gambaran Umum Mengenai Prosedur Perencanaan Struktur Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2003 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung)*, Seminar Nasional Struktur Jembatan dan Bangunan Tinggi, Fakultas Teknik, Universitas Parahyangan, Bandung.
- Nagao, T., Mukai, H., dan Nishikawa, D, 2000, *Case Studies On Performance Based Seismic Design Using Capacity Spectrum Method*, Structural Engineering Dept., Nihon Sekkei Inc., Shinjuku, Tokyo.
- Paulay, T., Priestley, M.J.N., 1992, *Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York.
- Pranata, Y.A., 2005, *Studi Analisis Beban Dorong untuk Gedung Beton Bertulang Beraturan dan Tidak Beraturan*, Master Thesis, Program Magister Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Priestley, M.J.N., 2000, *Performance Based Seismic Design*, 12WCEE 2000.
- Studi Perencanaan Berbasis Perpindahan :*Metode Direct-Displacement Based Design*
- Studi Kasus Pada Rangka Beton Bertulang Bertingkat Rendah
- (Yosafat Aji Pranata)

- SNI 1726-2002., 2002, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
- SNI 03-2847-2002., 2002, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
- SEAOC, 1999, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, Seismology Committee, SEAOC, California.
- Sullivan, T., 2002, *The Current Limitations of Displacement Based Design*, Master Thesis, European School of Advanced Studies In Reduction of Seismic Risk, Rose School.
- Tjondro, J.A., 2003, *Metode Direct Displacement Based : Studi Kasus Pada Rangka Beton Bertulang Bertingkat Rendah di Wilayah Gempa 3 dan 5 Indonesia*, Seminar Bidang Kajian 2, Program Doktor Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.